

## COEFICIENTES DE PRESIÓN INTERSTICIAL EN EL APARATO DE CORTE SIMPLE

### PORE PRESSURE COEFFICIENTS FOR SIMPLE SHEAR TEST

**Rubén Ángel Galindo Aires, Ph.D**

*Departamento Ingeniería de caminos, canales y puertos  
Universidad Politécnica de Madrid, España  
ragalindoa@hotmail.com*

(Recibido el 10-10-2012. Aprobado el 20-12-2012)

**Resumen.** La actuación de cargas sobre un suelo saturado, produce, en función de la naturaleza de la sollicitación, del tipo de suelo y de las condiciones de drenaje del terreno, un incremento de la presión sobre el agua de los intersticios. Se ha abordado el estudio de la generación de dicha presión intersticial a partir de muestras de suelo blando, normalmente consolidadas, procedentes del subsuelo del Puerto de Barcelona. Para ello se han utilizado los datos de una completa campaña experimental utilizando la máquina de ensayo de corte simple, y tras la adecuada interpretación del ensayo, se identifican los aspectos que se consideran clave para el proceso de generación de presión intersticial en el suelo, según las diferentes situaciones de carga actuante. Como conclusión, se plantea la generalización de la clásica ecuación que Skempton formuló hace casi 60 años y que permite interpretar la generación de presión intersticial para el aparato de ensayo triaxial.

**Palabras clave:** Corte simple, Generación de presión intersticial, Suelos cohesivos, Parámetros Skempton.

**Abstract.** Increase in pore pressure depending on the nature of the excitation, the type of soil and the drainage conditions of the ground are generated by loads acting on a saturated soil. It has approached the study of the generation of the pore pressure from usually consolidated soft soil samples from the basement of the Port of Barcelona. Data from an adequate experimental campaign using simple shear machine have been used, and the aspects that are considered key to the process of generation of pore pressure in the soil under different loading conditions acting have been identified. In conclusion, the generalization of Skempton's classical equation (formulated almost 60 years ago) and the interpretation of the pore pressure generation for triaxial test apparatus have been proposed.

**Keywords:** Simple shear, Pore pressure generation, Cohesive soils, Skempton's parameters.

## 1. INTRODUCCIÓN

El suelo, en su estado natural, se encuentra en equilibrio trifásico entre las partículas de suelo y el agua más el aire que se encuentran en sus intersticios. Imaginemos un suelo donde todos los intersticios están formados únicamente por aire; en este caso, el suelo tiene una disposición de sus partículas, que al ser sometido a carga externa resultará alterada, cambiando la ubicación relativa de estas al vencerse los rozamientos existentes entre los contactos de dichas partículas. Así, encajarán unas en otras formando una nueva disposición que, para suelos inicialmente blandos (objeto de esta investigación), resultará más densa; es decir que se producirá deformación del suelo y lo hará según la magnitud de la carga actuante. Por otro lado, cuando el terreno está saturado, la carga será resistida en primera instancia por el agua, ya que el agua es prácticamente incompresible. Por su parte, al estar a presión, tratará de buscar vías de escape en el terreno, es decir, entrará en movimiento tratando de circular por los intersticios entre partículas. En función del menor o mayor tamaño de los conductos que vaya encontrando el agua en su recorrido tardará más o menos en evacuar-se de los poros, de forma que según va liberándose espacio por el agua saliente, la carga externa que había absorbido el agua va trasladándose a las partículas a través de sus contactos y se va produciendo la deformación del esqueleto del suelo, ocupando las partículas precisamente los espacios liberados por el agua. Según la naturaleza de la carga y su magnitud se producirá mayor o menor deformación y se escapará mayor o menor agua por los contornos drenantes.

La situación real en el terreno, por simplificada que sea, será tal que sobre los diferentes puntos de suelo habrá cargas desviadoras y por tanto será necesario acudir a formulaciones que puedan predecir el incremento de presión intersticial ante dichas cargas como los que formuló Skempton [1]. Sin embargo, las formulaciones existentes están limitadas a ensayos en aparatos triaxiales, no pudiéndose extender a otros muy utilizados como es el caso del aparato de corte simple; así pues, es motivación de esta investigación ampliar el conocimiento a dichos aparatos.

Por tanto, la seguridad de una obra o construcción realizada vendrá marcada, entre otros factores, por el control de asientos. Para llevar a cabo este propósito en suelos saturados se hace indispensable conocer la generación instantánea de presiones in-

tersticiales, ya que podremos deducir cuánta tensión se traspa al esqueleto del suelo y el asiento que se producirá a largo plazo. Por tanto, a través del estudio presentado, se aporta una formulación que permita el conocimiento de los parámetros de presión intersticial producida en el terreno a partir de ensayos de corte simple realizados sobre muestras de suelo, extendiendo así los estudios ya conocidos sobre ensayos triaxiales que no siempre son posibles de obtener.

En el apartado 2 se realiza primeramente la descripción del método de análisis teórico de la generación de presión intersticial de los suelos, así como la descripción de las muestras y la etapa experimental. En el apartado 3 se presentan los resultados obtenidos experimentalmente, se expone una nueva formulación teórica de análisis y se proponen los nuevos parámetros de generación de presión intersticial. Por su parte, en el apartado 4 se discute la nueva formulación y parámetros a la luz de los resultados experimentales obtenidos y finalmente se presentan las principales conclusiones del trabajo en el apartado 5. Al final del documento se añaden las nuevas líneas de investigación y las referencias empleadas.

## 2. MÉTODO TEÓRICO, MUESTRAS Y EXPERIMENTACIÓN

### 2.1. Conceptos previos

Las evidencias experimentales de Wroth & Bassett [2] en el aparato de corte simple y el desarrollo de las teorías de Cambridge con los trabajos de Roscoe, Basset & Cole [3] por un lado y de Schofield & Wroth [4] por otro, permitieron el establecimiento de predicciones donde el comportamiento del suelo se hace sensible a su densidad.

Al aplicar carga tangencial a un elemento de suelo, este va deformándose no solo tangencialmente sino también volumétricamente (Fig. 1) hasta alcanzar el llamado índice de huecos crítico en el cual la muestra ha alcanzado un estado de densidad que permanece constante produciéndose en adelante únicamente deformación transversal.

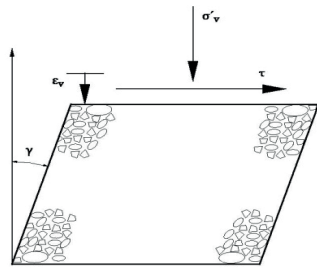


Fig. 1. Aplicación de carga de corte sobre un elemento de suelo.

Un suelo blando ante carga tangencial, disminuye su volumen haciéndose más denso hasta alcanzar dicho índice de huecos crítico, mientras que un suelo denso aumentará su volumen para alcanzar dicho índice (así se representa en la Fig. 2 y 3, donde  $\Delta V$  es el incremento de volumen,  $\Delta x$  es el desplazamiento transversal en el punto de aplicación de la carga de corte,  $e$  es el índice de huecos del elemento de suelo y  $e_{cs}$  es el índice de huecos crítico; el suelo marcado como 1 es un suelo blando mientras que el 2 es denso y el 3 puede ser considerado como muy denso).

## 2.2. La ecuación de Skempton

En el aparato triaxial se utiliza una muestra cilíndrica, que se somete en primer lugar a una presión de confinamiento  $\sigma_c \sigma_c$  en todas sus caras, a continuación se incrementa el esfuerzo axial vertical  $\Delta \sigma_1 \Delta \sigma_1$  hasta que se rompa la muestra. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial total  $\sigma_c + \Delta \sigma_1 \sigma_c + \Delta \sigma_1$  y la presión de confinamiento  $\sigma_c \sigma_c$  son los esfuerzos principales mayor y menor  $\sigma_1 \sigma_1$  y  $\sigma_3 \sigma_3$  respectivamente. El incremento de esfuerzo axial  $\Delta \sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$  es el esfuerzo desviador. En este aparato de ensayo se coloca la muestra envuelta en una membrana y sellada de forma que existe una válvula de drenaje que cerrada permite generar presión intersticial.

En la fase no drenada del ensayo, al incrementar el esfuerzo axial sobre la muestra en la cantidad  $\Delta \sigma_1$  se genera presión intersticial  $\Delta u \Delta u$  y por tanto se somete la muestra a una variación  $\Delta \sigma'_1, \Delta \sigma'_2, \Delta \sigma'_3$  de las tres tensiones principales efectivas. La variación de las tensiones efectivas es, según el principio de Terzaghi [5], igual a

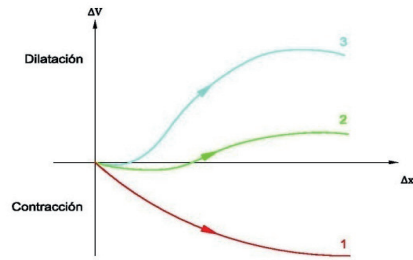


Fig. 2. Variación de volumen con el desplazamiento transversal ante carga de corte para tres elementos de suelo de diferentes densidades

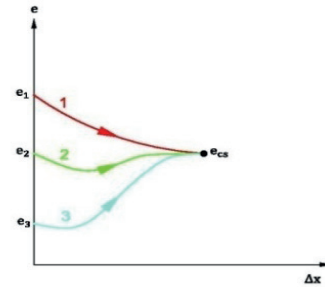


Fig. 3. Variación del índice de huecos con el desplazamiento transversal ante carga de corte para tres elementos de suelo de diferentes densidades.

$$\Delta \sigma'_1 = \Delta \sigma_1 - \Delta u \quad \Delta \sigma'_2 = \Delta \sigma_2 - \Delta u \quad \Delta \sigma'_3 = \Delta \sigma_3 - \Delta u$$

Si la muestra está constituida por un material isótropo y elástico, de módulo de deformación volumétrica  $K$  (relación entre el incremento de tensión octaédrica efectiva  $\Delta \sigma'_{oct}$  y la deformación volumétrica  $\epsilon_v$ ), la variación del volumen  $\Delta V$  correspondiente será igual a:

$$\Delta V = V \epsilon_v = -V \frac{\Delta \sigma'_{oct}}{K} = -\frac{V}{3K} (\Delta \sigma'_1 + \Delta \sigma'_2 + \Delta \sigma'_3)$$

$$\Delta V = V \epsilon_v = -V \frac{\Delta \sigma'_{oct}}{K} = -\frac{V}{3K} (\Delta \sigma'_1 + \Delta \sigma'_2 + \Delta \sigma'_3) \quad (1)$$

Si llamamos  $n$  a la porosidad inicial de la muestra, al estar saturada el agua que contiene, ocupa inicialmente un volumen  $nV$ , siendo  $V$  el volumen total de la muestra.

Los granos sólidos son prácticamente incompresibles y la variación de volumen se traduce en una variación de la porosidad y, por consiguiente, del volumen de agua. Esta variación de volumen está relacionada con la presión intersticial  $\Delta u$  por la fórmula:

$$\Delta V = -\frac{nV}{K_w} \Delta u \Delta V = -\frac{nV}{K_w} \Delta u \quad (2)$$

En la que  $K_w$  representa el módulo de deformación volumétrico del agua.

Igualando las dos expresiones halladas (1) y (2) para la variación de volumen  $\Delta V$  y despejando la generación de presión intersticial  $\Delta u$  se obtiene (Terzaghi [5]):

$$\Delta u = \frac{1}{1+n\frac{K}{K_w}} \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} \Delta u = \frac{1}{1+n\frac{K}{K_w}} \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} \quad (3)$$

En el ensayo triaxial, al tener simetría cilíndrica, las tensiones principales en las direcciones perpendiculares a la mayor (la axial vertical) son iguales, con lo que se tiene que  $\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3$ . Y por tanto (Terzaghi [5]):

$$\Delta u = \frac{1}{1+n\frac{K}{K_w}} \left[ \Delta \sigma_3 + \frac{1}{2} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right]$$

$$\Delta u = \frac{1}{1+n\frac{K}{K_w}} \left[ \Delta \sigma_3 + \frac{1}{2} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right] \quad (4)$$

Fórmula que se ha establecido suponiendo material elástico, saturado y que la variación de presiones afectaba a la fase no drenada del ensayo. En la práctica el suelo no es elástico, pero la fórmula anterior sugiere la relación experimental (Skempton [1]):

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (5)$$

En la que  $A$  y  $B$ , llamados coeficientes de presión intersticial, son parámetros empíricos introducidos por Skempton [1].

Cuando la muestra está saturada la experiencia demuestra que  $B$  es igual a la unidad para este tipo de suelos, lo cual podría preverse ya que el módulo de deformación volumétrico del agua es muy superior al del esqueleto del sólido, siendo por consiguiente el término  $K/K_w$  prácticamente nulo. En los suelos secos por tanto,  $B$  adopta el valor nulo.

El parámetro  $A$  se determina midiendo la presión intersticial que induce en la muestra la aplicación del esfuerzo desviador.

### 2.3. Muestras de suelo empleadas en la investigación

La etapa experimental de la que se disponen los datos se realizó con las muestras provenientes del subsuelo del Puerto de Barcelona, en particular con las obtenidas de dos sondeos realizados sobre los cajones del muelle del Prat.

El depósito del que se extrajeron las muestras, se ubica cerca de la desembocadura del río Llobregat, en el mar Mediterráneo. El depósito pertenece al delta del Llobregat cuyo origen es aluvial del Cuaternario reciente y más exactamente de la época Holocénica.

El delta está constituido por intercalaciones de arcillas, limos, limos arenosos y arenas finas sobre un estrato de gravas y arenas de espesor varía entre 5 y 10 metros.

Se trata de un ambiente sedimentario constituido por pequeñas intercalaciones de suelos finos que impide definir con claridad horizontes estratigráficos dentro de la zona estudiada.

A partir de la observación y manipulación de todas las muestras utilizadas durante la etapa experimental, la identificación visual del depósito encontrado entre 30 y 52 metros de profundidad, respecto del nivel medio del mar es la siguiente: depósito de origen sedimentario en ambiente micáceo constituido por intercalaciones muy delgadas de limos arcillosos o arcillas limosas de consistencia media a blanda, eventualmente algo orgánico.

A partir de los ensayos de identificación y estado realizados con estas muestras, se concluye que:

El depósito estudiado es heterogéneo, laminado y constituido por intercalaciones de pequeño espesor (de 1 a 2 centímetros).

El rango de variación del peso específica de sólidos es pequeño y con un valor medio del orden de 2,75 t/m<sup>3</sup>.

La densidad natural o peso volumétrico varía entre 1,94 y 2,0 t/m<sup>3</sup>.

El tanto por ciento de finos, medido como porcentaje de partículas que pasan la malla N° 200 (diámetro de las partículas inferior a 0,074 mm), es predominantemente mayor del 90%.

A partir del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (U.S.C.S.) el depósito se puede considerar que está constituido por arcillas limosas de baja plasticidad.

## 2.4. Etapa experimental

Para la realización de los ensayos se ha empleado el aparato de corte simple (Bjerrum & Landva [6]) que, por su precisión, es el utilizado en el presente trabajo. En este equipo se consigue mantener toda la muestra en deformación de corte simple, ya que las tensiones son las mismas sobre cualquier plano horizontal puesto que las paredes laterales permanecen planas, al estar formadas por un conjunto de anillos de pequeño espesor, que confina la muestra, situados uno sobre otro y en cuyo hueco interior se sitúa la muestra cilíndrica a ensayar.

El equipo que se utilizó para conocer el comportamiento de los suelos arcillosos de la zona del Puerto de Barcelona es el aparato de corte simple, programando una completa campaña de laboratorio que incluía la realización de 20 pruebas estáticas.

Como se trata de investigar la respuesta del suelo en su estado natural, en todas las pruebas realizadas, el valor  $\sigma'_{v0} \sigma'_{v0}$  corresponde al valor estimado de campo. Para ello y debido a que las muestras ensayadas fueron extraídas mediante sondeos realizados sobre los cajones del muelle del Prat, la tensión efectiva de consolidación, aplicada sobre las muestras, se estimó mediante suma de la tensión efectiva *in situ* por peso propio del suelo y del incremento de tensión efectiva por el peso de los cajones.

Se fijaron para todos los ensayos las condiciones fijas:

- Muestras inalteradas.
- Probetas de 7 centímetros de diámetro y 1.91 centímetros de altura.
- Tensión de consolidación igual a la tensión efectiva vertical *in situ*  $\sigma'_{v0} \sigma'_{v0}$ .
- Condiciones no drenadas y evaluación de la presión intersticial generada.
- Deformación controlada durante la aplicación de la carga estática. La velocidad de deformación tangencial fue igual 0.015 mm/min.

## 3. ANÁLISIS Y RESULTADOS

### 3.1. Resultados de los ensayos de corte simple

En la Tabla 1 se presentan los valores de tensión de rotura tangencial estática y de generación de presión intersticial para las muestras ensayadas. En dicha tabla se indica la presión de consolidación, pudiendo observarse cómo la tensión tangencial de rotura estática es aproximadamente un 30% de esta. En la Fig. 4 se representa el resultado gráfico del ensayo identificado como número 12. En dicha representación la curva superior indica la evolución de la tensión tangencial al deformarse la muestra, mientras que la curva inferior denota la evolución de generación de presión intersticial.

### 3.2. Interpretación del ensayo de corte simple

El funcionamiento del aparato de corte simple se rige por el sistema de drenaje restringido, es decir, el aparato no puede medir la generación de presión intersticial y por ende es necesaria su evaluación indirecta. Para ello, el aparato detecta por servocontrol la tendencia al cambio de volumen y reacciona manteniendo la altura de la muestra constante.

Por tanto, realmente el interior de la muestra no tiene agua a presión y es la variación de la presión total vertical que se ejerce sobre la muestra la que mantiene la altura constante. El incremento de presión exterior es necesario para mantener la altura constante y equivale a la presión intersticial generada.

De acuerdo con el criterio de Bjerrum & Landva [6], las pruebas de corte simple a volumen constante son equivalentes a pruebas no drenadas, y el cambio en la tensión vertical, aplicada sobre la muestra, es equivalente al cambio en la presión intersticial que se generaría dentro de una muestra sometida a corte simple con drenaje restringido y tensión axial constante.

Al utilizar el aparato de corte simple y aplicar una tensión vertical inicial cuyo objetivo es reproducir las condiciones tensionales de campo, el conjunto de anillos rígido que se encuentra confinando la muestra reacciona produciendo unas tensiones radiales, u horizontales (si pensamos en un estado de deformación plana), que vienen representadas por un coeficiente de empuje al reposo,  $K_0 K_0$ , cuya aplicación es válida para tensiones efectivas y únicamente en tensiones principales.



Tabla 1. Resumen de resultados obtenidos en los ensayos de corte simple monotónico

Identificación de la muestra	Tensión de consolidación (KPa)	Tensión de rotura estática (KPa)	Incremento de presión intersticial (KPa)
1	181	54.31	100
2	247	74.10	130
3	261	78.20	140
4	271	81.20	142
5	277	85.50	160
6	283	80.30	160
7	294	98.22	145
8	311	93.54	175
9	315	99.78	205
10	328	116.93	185
11	343	165.78	240
12	347	102.12	190
13	349	108.62	180
14	364	110.17	200
15	366	111.73	220
16	373	101.08	190
17	384	147.59	175
18	389	130.70	210
19	401	145.00	250
20	413	142.67	220

En el ensayo de corte simple, durante la fase de consolidación previa, la tensión principal mayor es igual a la presión de consolidación vertical  $\sigma'_{v0}$  mientras que la tensión efectiva principal menor es igual a la tensión horizontal y corresponde al valor  $K_0 \sigma'_{v0}$ . El incremento de tensiones de corte en el plano horizontal provoca una rotación de la dirección inicial de las tensiones principales y un cambio parcial en su magnitud. Debido a este hecho, en que las condiciones de tensiones son desconocidas, la interpretación de los resultados obtenidos en los ensayos tal como comentan Bjerrum & Landva [6] al presentar los primeros resultados con este aparato, está limitado a considerar las tensiones de corte y las tensiones normales en el plano horizontal. Por tanto, se supone que la probeta rompe cuando la resistencia al corte en este plano alcanza un valor máximo, independientemente de que se haya producido una resistencia al corte mayor en otro plano.

Es bien conocida la relación elástica, que en deformación plana y en ausencia de deformación lateral, como corresponde a un contorno rígido, es:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma'_2 = \Delta \sigma'_3 &= \frac{\nu}{1-\nu} \Delta \sigma'_1 = K_0 \Delta \sigma'_1 \\ \Delta \sigma'_2 = \Delta \sigma'_3 &= \frac{\nu}{1-\nu} \Delta \sigma'_1 = K_0 \Delta \sigma'_1 \end{aligned} \quad (6)$$

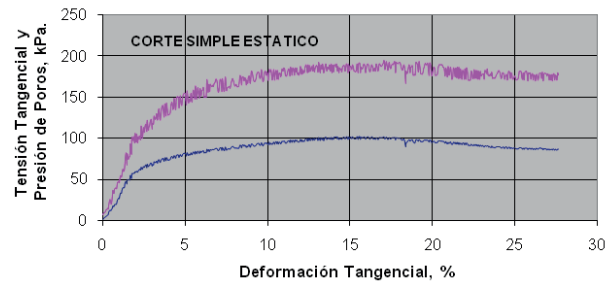


Fig. 4. Evolución de la tensión tangencial y de la generación de presión intersticial con la deformación de corte

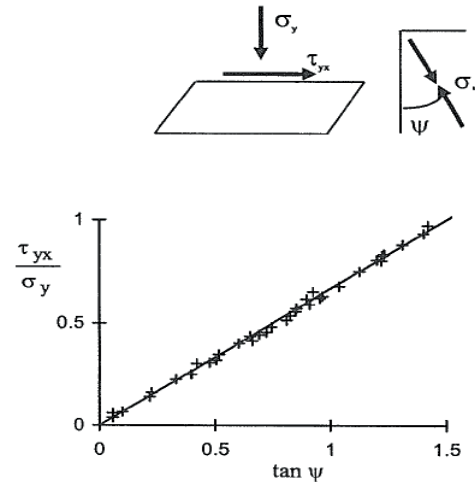


Fig. 5. Ajuste para los datos de rotación de tensiones a partir del aparato de corte simple con arena de Leighon y Buzzard.

Siendo  $\nu$  el módulo de Poisson, que para el suelo de estudio puede estimarse en un valor de 0,25.

Durante el ensayo de corte simple, los planos principales de tensiones y deformaciones, rotarán en la medida en que cambia el estado de tensiones. La condición impuesta por el aparato no requiere que los planos principales de tensiones y deformaciones coincidan. Sin embargo, Roscoe, Basset & Cole [3] investigaron con los aparatos de Cambrigde, que incorporaban transductores en todos los bordes de la muestra, y concluyeron que una vez que se puede considerar que se ha entrado en plasticidad (generalmente, al desarrollar grandes deformaciones), ambos planos principales coinciden. A partir de este postulado básico de la teoría de la plasticidad, Wood, Drescher & Budhu [7] presentaron la relación  $R = \tau_{xy} / \sigma'_y$ , en la parte central de una muestra, frente a  $\tan \Psi$ , siendo  $\Psi$  el ángulo entre la dirección de la tensión principal mayor y el plano vertical (Fig. 5).

En dicha figura se representan datos de un gran número de ensayos realizados con carga vertical constante, diferentes densidades iniciales y niveles de tensiones, y también diferentes trayectorias de tensiones y deformaciones. Los resultados definen claramente una recta cuya expresión es de la forma:

$$R = m \cdot \tan(\Psi) \quad R = m \cdot \tan(\Psi) \quad (7)$$

De forma práctica, la contante  $m$  se determina asumiendo que los ejes principales de incrementos de deformaciones y tensiones coinciden, siendo por tanto los valores  $\tau_{xy}/\tau_{xy}$  y  $\sigma'_y/\sigma'_y$  los medidos directamente en el ensayo. Además, se asume que estos se distribuyen uniformemente sobre la muestra.

Otros autores, Ochiai [8] & Oda [9] habían concluido que al final del ensayo de corte (cuando se alcanza el estado crítico) donde la muestra continúa sin cambios en las tensiones ni en el volumen de la muestra, el eje principal del incremento de tensiones y el de deformaciones coinciden y dan lugar a que  $\tan \Psi = 1 \tan \Psi = 1$ .

Teniendo en cuenta (7), se puede deducir la relación entre tensiones principales efectivas mayor y menor respecto a la tensión efectiva vertical según:

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_y} = 1 + \frac{R^2 \sigma'_1}{m \sigma'_y} = 1 + \frac{R^2}{m} \quad (8)$$

$$\frac{\sigma'_3}{\sigma'_y} = 1 - m \frac{\sigma'_3}{\sigma'_y} = 1 - m \quad (9)$$

De (8) y (9) se obtiene que para  $R = 0$   $R = 0$  se está al comienzo del ensayo, y así:

$$\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = 1 - m = K_0 \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = 1 - m = K_0 \quad (10)$$

Como  $R = \tau_{xy}/\sigma'_y$   $R = \tau_{xy}/\sigma'_y$ , y en el estado crítico  $R = m$   $R = m$ , entonces:

$$\frac{\tau_{xy}}{\sigma'_y} = m = 1 - K_0 \frac{\tau_{xy}}{\sigma'_y} = m = 1 - K_0 \quad (11)$$

Como  $\sigma'_y = \sigma_{y0} - \Delta u \sigma'_y = \sigma_{y0} - \Delta u$ , en situación de estado crítico (al final del ensayo) la presión intersticial generada se propone en este estudio que sea calculada por:

$$\Delta u = \sigma_{y0} - \frac{\tau_{xy}}{1-K_0} \Delta u = \sigma_{y0} - \frac{\tau_{xy}}{1-K_0} \quad (12)$$

Así, la deducción anterior (12), permite obtener una predicción teórica de generación de presión intersticial en el aparato de corte simple.

### 3.3. Formulación de los parámetros de presión intersticial en el aparato de corte simple

Los coeficientes de Skempton fueron concebidos para el ensayo triaxial, ensayo en el que se aplican externamente tensiones normales y por tanto se fuerzan las tensiones principales. En el ensayo de corte simple, la situación es diferente, aquí se aplican externamente tensiones de corte. Esto sugiere emplear expresiones de estructura diferente que la expresión de Skempton, ya que si bien dicha estructura está sugerida por la deducción teórica para suelo elástico con tensiones principales menores iguales, hay que señalar que en el corte hay rotación de tensiones en todo momento al progresar el ensayo con lo que la tendencia a la variación de volumen está muy influenciada por los contornos.

Matemáticamente la relación (5) es aplicable a un punto, es decir, a un volumen elemental con cargas uniformes en todas sus caras. En el triaxial, dicha condición se logra bastante bien, al ser las condiciones de contorno directamente expuestas por las cargas externas que se mantienen bastante uniformes en todas las caras y son las tensiones principales. En el corte, el incremento de presión intersticial lleva asociada la rotación de tensiones principales por actuación de los contornos, no siendo por tanto aconsejable extender (5) a todo el ensayo, pues las sollicitaciones que realmente son uniformes son las externas donde actúan y no las tensiones principales.

Es decir, en el triaxial la generación de presión vendría relacionada por las variables de cambio de tensiones exteriores aplicadas. Sin embargo, en el corte simple, aparte de éstas influye la rotación de tensiones, con lo que el parámetro  $AA$  no está unívocamente relacionado con los parámetros externos, al menos de forma directa, pudiendo dicho parámetro ser muy variable e incluso adoptar valores asintóticos al hacerse nulo el desviador en tensiones totales. Esta situación no aconseja el uso de la forma (5) para el aparato de corte simple.

Tabla 2. Resumen de resultados estimados de generación de presión intersticial.

Identificación de la muestra	Parámetro de presión intersticial	Generación de presión intersticial estimada (KPa)	Generación de presión intersticial del ensayo (KPa)
1	1,833	100	100
2	1,834	136	130
3	1,838	144	140
4	1,838	149	142
5	1,741	149	160
6	2,025	163	160
7	1,494	147	145
8	1,826	171	175
9	1,658	165	205
10	1,306	153	185
11	0,570	94	240
12	1,899	194	190
13	1,714	186	180
14	1,805	199	200
15	1,777	198	220
16	2,191	221	190
17	1,103	163	175
18	1,477	193	210
19	1,266	184	250
20	1,396	199	220

Se propone de forma general para cualquier aparato de ensayo, fórmulas que arrojen el incremento de presión intersticial en función de la variación de las tensiones exteriores actuantes, esto hace que si bien en el caso del triaxial se mantenga la fórmula conocida, sin embargo en el corte simple que nos ocupa se proponga la siguiente forma:

$$\Delta u = \Delta \sigma_v + a \Delta \tau \quad (13)$$

En esta relación  $\Delta \sigma_v$  es el incremento de tensión total vertical y  $\Delta \tau$  es el incremento de tensión tangencial.

Incorporamos el parámetro de generación de presión intersticial  $a$  para corte simple.

En el aparato de corte simple y para todas las muestras realizadas, se aplica una tensión de consolidación que permanece constante durante todo el ensayo, por tanto el incremento de presión intersticial puede ser evaluado directamente como

$$\Delta u = a \Delta \tau \quad (14)$$

A partir de (12) tenemos que en el estado crítico:

$$\begin{aligned} \Delta u &= \sigma_{y0} - \frac{\tau_{max}}{1-K_0} = \tau_{max} \left( \frac{1}{c} - \frac{1}{1-K_0} \right) = \tau_{max} \left( \frac{1}{c} - \frac{1}{m} \right) \\ \Delta u &= \sigma_{y0} - \frac{\tau_{max}}{1-K_0} = \tau_{max} \left( \frac{1}{c} - \frac{1}{1-K_0} \right) = \tau_{max} \left( \frac{1}{c} - \frac{1}{m} \right) \end{aligned} \quad (15)$$

Ya que, precisamente se puede considerar que la tensión de corte máxima alcanzada  $\tau_{max}$  se produce en el estado crítico, esto es, al final del ensayo (Fig. 4), y es una proporción  $c$  de la tensión efectiva vertical de consolidación (valor que como se indicó anteriormente es, para nuestras muestras, del orden del 30%).

La gráfica de la Fig.4 para un ensayo cualquiera, sugiere considerar la hipótesis de que la relación (14) es válida para todo el rango de aplicación de la carga en el ensayo. Así, comparando la expresión (15) con la (14) se puede deducir para todo el ensayo de corte simple, un valor del parámetro  $a$  definido, que se mantiene aproximadamente constante y de valor:

$$a = \left( \frac{1}{c} - \frac{1}{m} \right) \quad (16)$$

A partir de los datos obtenidos de los ensayos resumidos en la Tabla 1 se puede comparar los resultados obtenidos para el final del ensayo (estado crítico) y compararlo con la predicción arrojada según la nueva y sencilla formulación establecida para la predicción de la generación de presión intersticial. Así, se muestran en la Tabla 2, los resultados de la predicción para todas las muestras.

#### 4. DISCUSIÓN

De la comparación de resultados de la Tabla 2 se observa un valor bastante estable en todas las muestras para el parámetro de presión intersticial con la excepción de la muestra 11. Igualmente, se observa como los resultados de predicción son bastante aproximados al resultado obtenido en los ensayos, resultando una dispersión significativa únicamente en las muestras 9, 10, 11 y 19.

En particular, se analizó más en detalle la muestra 11 con objeto de detectar las causas de las desviaciones, detectando en ella la presencia de arcillolita que conformaba una muestra altamente heterogénea, no siendo representativa del depósito de suelo blando que se pretendía estudiar, pudiendo atribuir a dicha naturaleza anisótropa el comportamiento errático de dicha muestra respecto al resto de resultados.



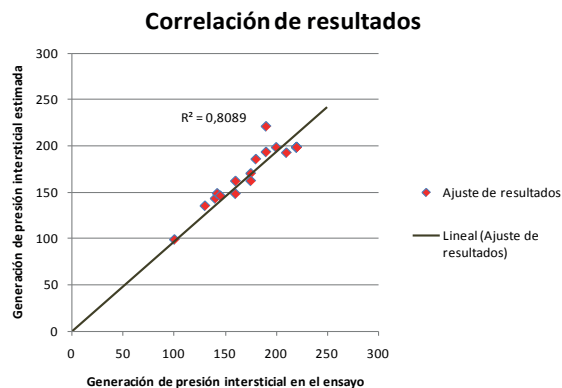


Fig.6. Bondad de ajuste entre los datos estimados y reales de generación de presión intersticial.

Representados los datos en un gráfico y eliminando los ensayos de naturaleza heterogénea, de forma que se represente en ambos ejes las presiones intersticiales generadas en el ensayo y las estimadas mediante la formulación propuesta, la desviación respecto a la línea bisectriz representa la desviación de resultados obtenida. Como se observa en la Fig. 6, se obtiene una correlación bastante buena de resultados.

## 5. CONCLUSIÓN

La predicción de generación de presión intersticial que se produce en un suelo saturado ante la actuación de cargas de diferente naturaleza es un problema de máximo interés en mecánica de suelos. La forma de estudiar dicha generación se ha realizado tradicionalmente a partir del estudio del suelo en el aparato triaxial; el suelo, en su estado natural, tendrá unos puntos que se puedan simular bien por un estado triaxial y otros para los que la mejor aproximación supondrá la simulación de un estado de corte simple. Por ello es necesario poder interpretar correctamente los resultados de generación de presiones intersticiales no solo del aparato triaxial sino también del ensayo de corte simple.

En este artículo se ha descrito la campaña experimental realizada, tratando con muestras del subsuelo del Puerto de Barcelona [10] y realizando un total de 20 ensayos de corte simple estático. Se han comentado las limitaciones de la formulación clásica para la estimación de la generación de presión intersticial y se ha planteado una nueva expresión, que de forma sencilla pueda emplearse para cálculos prácticos. Finalmente se evalúa la precisión de la estimación comparando los resultados reales de la experimentación con los arrojados por la fórmula propuesta.

## 6. TRABAJOS FUTUROS

La evolución científica de este trabajo debe guiarse hacia el estudio de la generación intersticial asociado a fenómenos de cargas cíclicas en suelos, siendo la dinámica de suelos un área activa hoy día en el ámbito de la investigación geotécnica.

## REFERENCIAS

- [1] A.W. Skempton, "The pore pressure coefficients A and B," *Géotechnique*, Vol. 4, No. 4, pp. 143-147, Dec. 1954.
- [2] C.P. Wroth & R.H. Bassett, "A stress-strain relationship for the shearing behaviour of a sand," *Géotechnique*, Vol. 15, No. 1, pp. 32-56, Mar. 1965.
- [3] K.H. Roscoe, R.H. Basset & E.R.L. Cole, "Principal axes observed during simple shear of a sand," *Proc. Geotechnical Conf.*, Oslo, Vol.1, pp. 231-237, 1967.
- [4] A.N. Schofield & C.P. Wroth. *Critical State Soil Mechanics*. London: McGraw-Hill, 1969.
- [5] K. Terzaghi. *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. Deuticke: Leipzig und Wien, 1925.
- [6] L. Bjerrum & A. Landva, "Direct Simple-Shear Test on a Norwegian Quick Clay," *Géotechnique*, Vol. 16, No 1, pp. 1-20, Mar. 1966.
- [7] D.M. Wood, A. Drescher & M. Budhu, "On the determination of stress state in the simple shear apparatus," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 2, No 4, pp. 211-221, Dec. 1979. DOI: 10.1520/GTJ10460J
- [8] H. Ochiai, "The behavior of sands in direct shear tests," *Soils and Foundations*, Vol.15, No 4, pp. 93-100, Dec.1975.
- [9] M. Oda & J. Konishi, "Rotation of principal stresses in granular material during simple shear," *Soils and Foundations*, Vol. 14, No 4, pp. 39-53, Dec. 1974.
- [10] C.H. Patiño, *Influencia de la combinación de tensiones tangenciales estáticas y cíclicas en la evaluación de parámetros estáticos y cíclicos de un suelo cohesivo*. Ph.D. Dirigida por A. Soriano. Escuela Técnica de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, UPM, 2009.